

ANEJO n°2:
ESTUDIO HIDRÁULICO: COMPROBACIÓN DE ENCAUZAMIENTO E
INTERACCIÓN CON LA ESTRUCTURA



Josep Molina Ruiz



ÍNDICE

1. OBJETO DEL INFORME	2
2. LOCALIZACIÓN	2
3. ANTECEDENTES	2
4. DESCRIPCIÓN DEL ENCAUZAMIENTO	3
5. VISITA DE CAMPO	5
6. MODELACIÓN HIDRÁULICA Y PARÁMETROS DE DISEÑO	6
6.1 Parámetros de diseño	6
6.1.1 Revestimientos propuestos.....	7
6.1.2 Tensiones admisibles.....	9
6.1.3 Condiciones de contorno	9
6.1.4 Introducción de la estructura en el modelo hidráulico.....	10
7. SITUACIONES DE PROYECTO	10
8. SIMULACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	11
9. COMPROBACIONES HIDRÁULICAS	16
9.1 Capacidad hidráulica y resguardos mínimos.....	16
9.2 Estabilidad de los revestimientos.....	17
10. CONCLUSIÓN	18

1. OBJETO DEL INFORME

El trabajo llevado a cabo por el Taller de Diseño Estructural consiste en realizar una serie de propuestas para desarrollar un puente sobre el encauzamiento de la Rambla de Alcalá (situado en la Avenida Papa Luna, Benicarló), para ello se requiere realizar un estudio sobre el funcionamiento hidráulico de la Rambla de Alcalá sobre la que se dispone el puente.

El objeto del documento es la comprobación del encauzamiento y el conocimiento de la interacción entre la rambla y el puente en situación de avenida. De este modo, se pretende verificar la posible afección del cauce a los estribos del puente y los posibles empujes hidrodinámicos sobre el puente en época de crecidas, además de verificar que las obras realizadas en el encauzamiento tienen el resultado esperado.

2. LOCALIZACIÓN

El puente a proyectar se sitúa en pleno centro urbano de Benicarló, muy próximo y sensiblemente paralelo a la línea de costa. Está situada sobre la Avenida del Papa Luna sobre el encauzamiento de la Rambla de Alcalá (figura 1).

La Rambla de Alcalá atraviesa parte del centro urbano del municipio de Benicarló, atravesando la Avenida del Papa Luna (zona donde se proyecta el puente) perpendicularmente a la línea de costa. El estudio hidráulico se centra en el último tramo de la Rambla de Alcalá hasta la desembocadura. Este tramo comprende los últimos 250 metros del encauzamiento y se conoce por la Desembocadura del Barranquet.

A pesar de que el tramo de estudio se centra en los últimos 250 metros, el modelo definido en HEC-RAS (software hidráulico de simulación) se define aguas arriba hasta el PK 1+250, con la finalidad de alejar las condiciones de borde de la zona de estudio y que los posibles errores cometidos en la definición de las condiciones de contorno no perjudiquen a la zona de estudio.

En la siguiente imagen (figura 1) se indica el tramo de estudio (mediante una elipse).



Figura 1. Localización de la zona de estudio.

3. ANTECEDENTES

El municipio de Benicarló sufría periódicamente graves inundaciones en las zonas del entorno de la Rambla de Alcalá, concretamente fue en el año 2003 cuando la última gran inundación provocó grandes daños materiales, provocada por la gran obstrucción hidráulica que provocaba el puente de la Avenida del Papa Luna.

Este hecho acentuó la necesidad de realizar un estudio que mejorará la capacidad hidráulica de la Rambla en su último tramo. De este modo se inició el “Estudio de soluciones y anteproyecto de encauzamiento de la Rambla de Alcalá en zona urbana. Benicarló (Castellón)” en el que se encuentra la construcción de un nuevo puente sobre la Avenida del Papa Luna.

De este modo, para la realización del presente anejo el profesor Francisco José Vallés Morán (tutor del presente trabajo) ha facilitado los siguientes documentos:

- Antecedente nº1. “Estudio de soluciones y Anteproyecto de encauzamiento de la Rambla de Alcalá en zona urbana. Benicarló (Castellón)”.
- Antecedente nº2. Informe técnico del “Prediseño hidráulico mediante modelación matemática, del encauzamiento de la Rambla de Alcalá en su tramo final y desembocadura en el término municipal de Benicarló (Castellón)” realizado por los profesores Francisco José Vallés Morán y Juan Francisco Fernández Bono.
- Antecedente nº3. Estudio geotécnico sobre la Rambla de Alcalá en Benicarló, proporcionado por los tutores del trabajo.

En la siguiente imagen se puede observar las pésimas condiciones de la estructura inicial (figura 2).



Figura 2. Puente antiguo sobre la Rambla de Alcalá. Fuente: Elaboración propia

El estudio planteó la necesidad de un nuevo puente sobre la Avenida del Papa Luna de un solo vano con la finalidad de obtener la sección de paso máxima, tal y como se define en el documento “Antecedente nº2” definido previamente.

4. DESCRIPCIÓN DEL ENCAUZAMIENTO

El diseño del encauzamiento de la Rambla de Alcalá resultó un problema complejo ya que el caudal de diseño de la obra era muy superior a la capacidad hidráulica del cauce. Este caudal de diseño era de 615 m³/s para un período de retorno de 500 años.

Los caudales de diseño se toman del documento “Antecedente nº1” citado anteriormente. La estimación de los caudales se ha realizado mediante el Método Modificado de Témez, y los resultados obtenidos son los siguientes:

Período de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
25	135
50	230
100	310
200	430
500	615

Tabla 1. Caudales de diseño

A pesar de la dificultad de la obra de encauzamiento, ya que se diseña para un período de retorno muy elevado, se propone una solución de compromiso entre el diseño óptimo hidráulico y la afección a los terrenos colindantes. De este modo, las obras se realizan procurando la mínima ocupación posible para evitar expropiaciones.

El aspecto hidráulico de encaje del encauzamiento se ha realizado mediante un proceso interactivo de prueba y error, hasta alcanzar la mejor solución. Los aspectos más relevantes de dicha obra son los siguientes:

- En la desembocadura se aumenta el ancho del cauce con la finalidad de facilitar la salida al mar. Se aumenta progresivamente el ancho del cauce, de 40 metros existentes en el puente sobre la Avenida del Papa Luna hasta los 73, 5 metros existentes en la desembocadura de la Rambla en la playa. En la siguiente imagen (figura 3) se puede observar el último tramo de la Rambla antes de llegar a la playa.



Figura 3. Desembocadura de la Rambla. Fuente: Elaboración propia

- La barrera litoral existente en la llegada a la playa se mantiene en las condiciones naturales. Esto es así por consideraciones ambientales y por no modificar la dinámica costera. En la siguiente imagen (figura 4) se puede observar la barrera litoral.



Figura 4. Barrera litoral. Fuente: Elaboración propia

- Mínima variación del curso en planta respecto al cauce preexistente. Como ya se ha comentado, se quieren minimizar las expropiaciones y las ocupaciones de terreno, por este motivo el encauzamiento en planta varía muy levemente. A continuación, se puede observar una imagen tomada desde aguas arriba del puente, donde se puede observar el ancho del cauce (figura 4).



Figura 5. Cauce aguas arriba del puente. Fuente: elaboración propia.

- Modificación de la margen izquierda del encauzamiento aguas abajo del puente. En las zonas próximas al puente, el revestimiento proyectado es escollera recebada para resistir las tensiones tangenciales. En la figura 5 se puede observar la margen izquierda de aguas abajo del puente revestida con un encachado de piedra.



Figura 6. Margen izquierda aguas abajo de la estructura. Fuente: Elaboración propia

- Por otro lado, en la margen derecha existe un vertido de agua no muy bien ubicado, que se mantiene para evitar afecciones (figura 6).



Figura 7. Vertido de agua en la margen derecha aguas abajo. Fuente: Elaboración propia

- Diseño de un resalto hidráulico aguas arriba del puente para provocar el paso a un régimen supercrítico. Esta es la única solución que evita la obstrucción del puente al flujo. Esto provoca un aumento de las velocidades del cauce en las inmediaciones de la estructura, que hay que tener en cuenta para poder soportar las tensiones tangenciales provocadas.

5. VISITA DE CAMPO

Se ha realizado una visita de campo por los alumnos integrantes del Taller de Diseño Estructural en el mes de enero de 2016, con la finalidad de conocer la ubicación y el estado de la zona. La organización de dicha visita la llevaron a cabo los tutores del presente trabajo a través de la Universidad Politécnica de Valencia.

La visita permitió poder conocer de primera mano el estado de la estructura proyectada y su interacción con el encauzamiento. Se accedió al cauce, en las zonas donde era posible, con la finalidad de poder observar las subestructuras y el tablero por la parte inferior.



Figura 8. Vista general del puente desde aguas abajo. Fuente: Elaboración propia



Figura 9. Detalle de los estribos actuales. Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, la visita permitió conocer con detalle los revestimientos presentes en el encauzamiento, así como su estado. En las siguientes imágenes (figuras 10 y 11) se pueden observar estos detalles.



Figura 10. Barrera litoral aguas abajo del puente. Fuente: Elaboración propia



Figura 11. Material granular existente en el cauce aguas arriba de la estructura. Fuente: Elaboración propia

6. MODELACIÓN HIDRÁULICA Y PARÁMETROS DE DISEÑO

La modelación hidráulica se realiza mediante el programa HEC-RAS, desarrollado por el “Hydrologic Engineering Center” del Cuerpo de Ingenieros del ejército de Estados Unidos. Es un programa internacionalmente conocido y muy utilizado en el ámbito de la modelación de cauces en régimen estacionario y no estacionario. El programa obtiene el perfil de la lámina libre entre dos secciones a través de la ecuación de la energía, indicada a continuación.

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \times \frac{V_2^2}{2 \times g} + \Delta H$$

De este modo, para que el programa aporte un resultado razonable y preciso, hay que introducir un gran número de secciones transversales. Por otro lado, HEC-RAS permite introducir estructuras singulares como puentes. En nuestro caso, el puente se introduce y explica en el apartado 4.1.3.

En las situaciones en las que el régimen estacionario es rápidamente variable, HEC-RAS tiene limitaciones para calcular situaciones inestables como puede ser un resalto hidráulico. En dicha situación, las tensiones tangenciales deben de ser calculadas por un método externo al programa.

6.1 Parámetros de diseño

La zona de estudio en el modelo introducido en HEC-RAS está comprendida entre el PK 0+000 (desembocadura) y el PK 0+250. A pesar de esto, el modelo se define aguas arriba hasta el PK 1+250, con la finalidad de alejar las condiciones de borde de la zona de estudio y que los posibles errores cometidos en la definición de las condiciones de contorno no perjudiquen a la zona de estudio.

La geometría de la zona a estudiar se define mediante la siguiente imagen (figura 12).

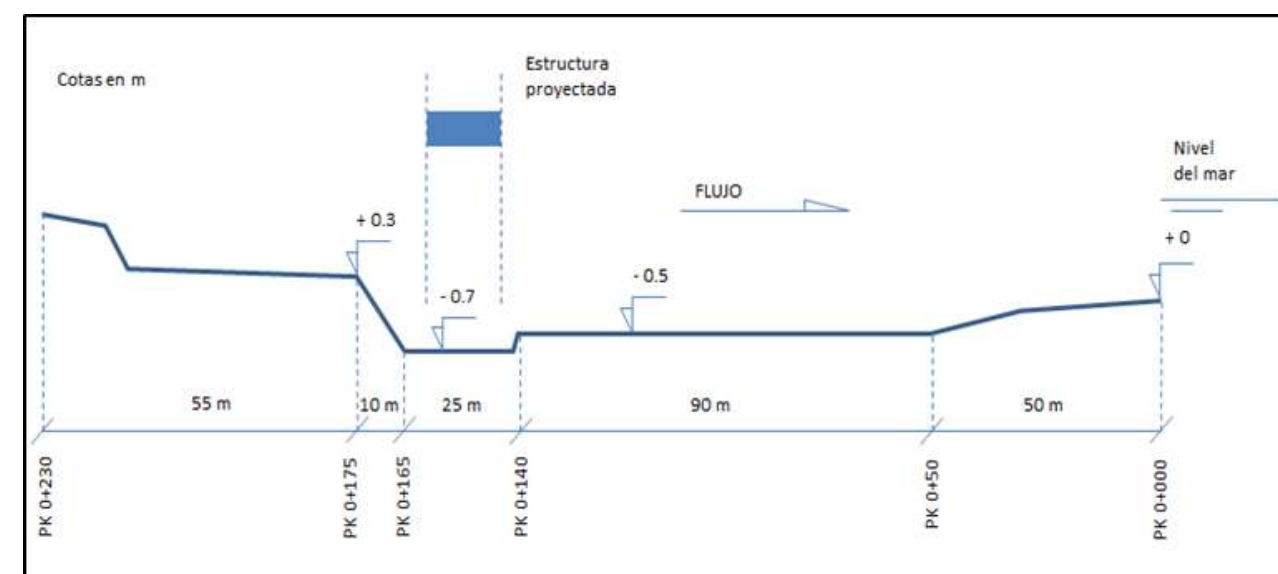


Figura 12. Geometría del tramo de estudio.

Los parámetros de diseño adoptados en dicha zona son los siguientes:

- Aumento de la capacidad hidráulica bajo el puente mediante un régimen supercrítico provocado por una caída hidráulica aguas arriba de la estructura. Esto se realiza mediante una caída hidráulica de 1 metro de desnivel entre el PK 0+175 y el PK 0+165.
- El valor del coeficiente de contracción se toma igual a 0.10, mientras que el coeficiente de expansión adopta el valor de 0.3. Dichos valores adoptados coinciden con los utilizados de forma habitual en simulaciones en régimen subcrítico con transiciones suaves.

En las inmediaciones del puente, se puede observar aguas arriba una caída hidráulica de 1 m de desnivel (del PK 0+175 al PK 0+165), la solera se mantiene constante a la cota -0,70 msnm hasta que se llega a un escalón negativo de 0,2 m de altura y 1 metro de longitud, se alcanza la cota -0.5 msnm. Esta última cota se mantiene durante 90 metros, hasta que se alcanza en los últimos 50 metros del canal una rampa con pendiente negativa para enlazar con la cota existente en el nivel del mar.

La sección transversal del cauce es rectangular en el tramo comprendido entre la caída hidráulica y la sección inmediata aguas abajo de la estructura. En el tramo de aguas abajo del puente la sección se transforma en una sección trapezoidal que se va abriendo hasta la desembocadura en la playa.

A continuación, se puede observar una vista general del encauzamiento en 3D en el HEC-RAS.

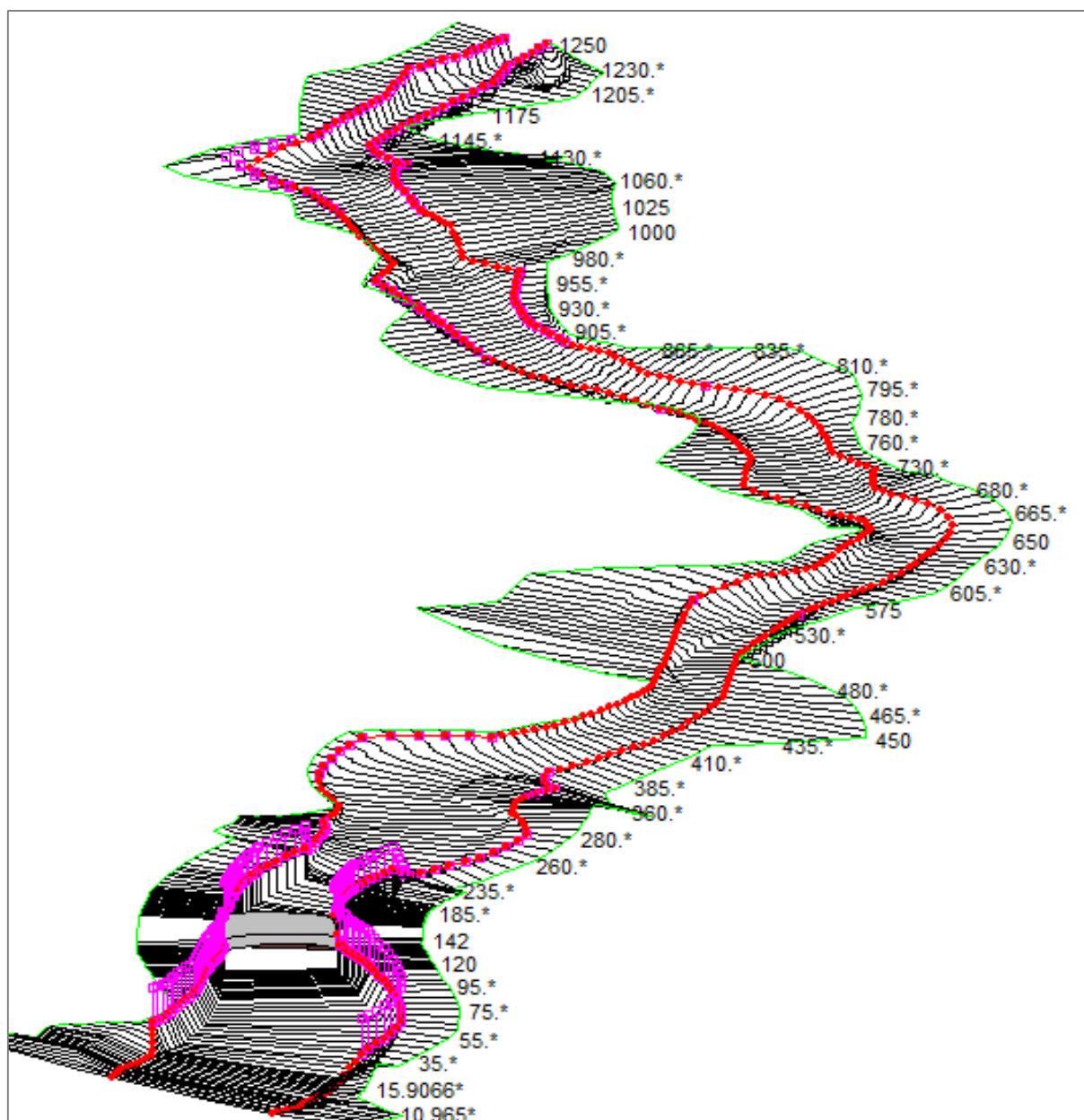


Figura 13. Vista en 3D del HEC-RAS.

6.1.1 Revestimientos propuestos

Los revestimientos propuestos en el tramo de estudio son los siguientes:

DESCRIPCIÓN	PKs	REVESTIMIENTOS PROPUESTOS
Tramo de enlace con futura Fase 2 y aproximación a Fase 1	0+230 a 0+175	Escollera recebada Dm=0,25 m y k=0,02
Caída hidráulica aguas arriba del puente	0+175 a 0+165	Escollera recebada Dm=0,25 m y k=0,02
Losa horizontal bajo la estructura a cota -0,70 msnm	0+165 a 0+141	Hormigón
Escalón negativo	0+141 a 0+140	Hormigón
Tramo horizontal cota -0,5 msnm	0+140 a 0+135	Escollera recebada Dm=0,80 m y k=0,32
	0+135 a 0+110	Escollera vertida Dm=0,8 m y
	0+110 a 0+050	Material granular Dm=0,06 m
Tramo final de enlace con salida al mar	0+050 a 0+000	Material granular natural Dm= 0,06 m

Tabla 2. Revestimientos propuestos en el tramo de estudio.

Como ya se ha comentado anteriormente, justo aguas arriba del puente hay un resalto hidráulico, este hecho provoca grandes tensiones tangenciales en las zonas cercanas. Por este motivo, se aumenta el diámetro de la escollera aguas abajo del puente y se proyecta escollera recebada aguas abajo de la estructura.

La técnica del recebado consiste en verter sobre la escollera colocada, una capa de hormigón en masa que colabore junto a la escollera en la estabilidad del revestimiento frente a crecidas. La puesta en obra de la escollera recebada debe de ser muy precisa para obtener los resultados buscados, ya que si no se mantiene la altura de las rugosidades de la escollera sobre el hormigón no se producirá el efecto retardador deseado sobre el flujo y este se acelerará pudiendo incluso cambiar de régimen. A continuación, se puede observar una imagen donde se detalla el esquema constructivo de la escollera recebada (figura 14).

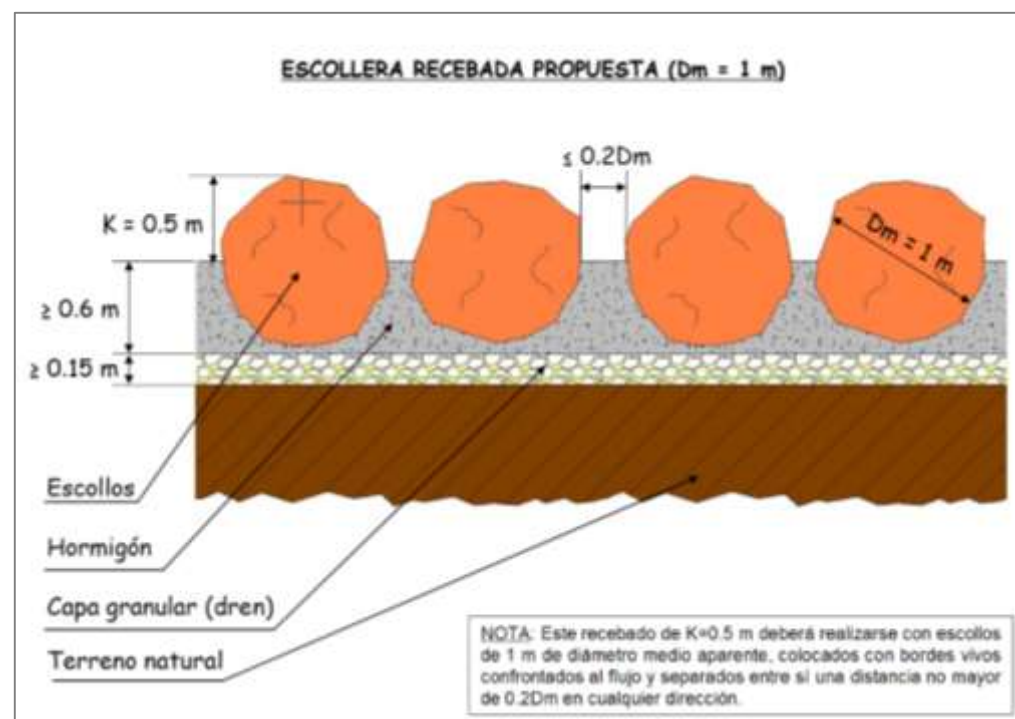


Figura 14. Geometría del tramo de estudio.

Una vez se han definido los revestimientos propuestos, para completar la caracterización del flujo y la simulación del flujo en la lámina libre de la Rambla es fundamental definir la rugosidad asociada al tipo de terreno, a partir de los Coeficientes de Manning a lo largo del canal.

El número de Manning depende de las características de rugosidad del cauce y de una función del radio hidráulico y de la rugosidad. Esta relación se ha obtenido a partir de estudios teóricos de integración del perfil de la capa límite turbulenta:

$$n = 1,219 * \phi \left(\frac{Rh}{Ks} \right) * Ks^{\frac{1}{6}}$$

Se tiene que la función ϕ se mantiene prácticamente constante en el valor 0,0342, para valores del cociente Rh/Ks entre 1 y 1000. De este modo, se puede realizar una aproximación y observar como el coeficiente de rugosidad de Manning (n) no depende del radio hidráulico (Rh). De esta manera se han obtenido simplificaciones como la fórmula de Strickler que se muestra a continuación (en los tramos de escollera recebada).

La obtención de los coeficientes en los diferentes tramos del canal, se realizan de la siguiente manera:

-Tramos de escollera recebada. La determinación del Coeficiente de Manning en dichas zonas se realiza mediante la fórmula de Strickler, explicada anteriormente:

$$n = 0,0417 * Ks^{\frac{1}{6}}$$

La fórmula de Strickler relaciona el coeficiente de rugosidad de Manning con la rugosidad del terreno (sin tener en cuenta el radio hidráulico).

-Tramos de hormigón. En dichas zonas se toma un coeficiente de rugosidad de Manning de $n=0,015$.

-Tramos de material granular. La obtención del coeficiente de rugosidad de Manning en dichos tramos se realiza mediante la fórmula propuesta por la U.S FEDERAL HIGWAY ADMINISTRATION (1975):

$$n = 0,0395 * D_{50}^{\frac{1}{6}}$$

Esta fórmula relaciona el número de Manning con el diámetro medio del material granular expresado en pies.

De esta manera, se obtienen los coeficientes de Manning a lo largo de todo el encauzamiento y se introducen en el modelo. En HEC-RAS, se precisan por defecto 3 coeficientes de rugosidad de Manning: dos correspondientes a los márgenes y uno para el lecho. A continuación, se adjunta una imagen (figura 9), en la que se puede observar la introducción de dichos coeficientes en HEC-RAS.

Edit Manning's n or k Values

River:

Rambla de Alcalá

✂

📄

📁

☒ Edit Interpolated XS's

Reach:

Actual

All Regions

Channel n Values have a light green background

Selected Area Edit Options

Add Constant ...

Multiply Factor ...

Set Values ...

Replace ...

Reduce to L Ch R ...

	River Station	Frcn (n/K)	n #1	n #2	n #3
242	161.*	n	0.015	0.015	0.015
243	160	n	0.015	0.015	0.015
244	142	n	0.015	0.015	0.015
245	141	n	0.015	0.015	0.015
246	140.00	n	0.015	0.015	0.015
247	139.*	n	0.034	0.034	0.034
248	138.*	n	0.034	0.034	0.034
249	137.*	n	0.034	0.034	0.034
250	136.*	n	0.034	0.034	0.034
251	135	n	0.034	0.034	0.034
252	134.5	n	0.0464	0.0464	0.0464
253	132.5	n	0.0464	0.0464	0.0464
254	130.00	n	0.0464	0.0464	0.0464
255	127.5	n	0.0464	0.0464	0.0464
256	125	n	0.0464	0.0464	0.0464
257	122.5	n	0.0464	0.0464	0.0464
258	120	n	0.0464	0.0464	0.0464
259	117.5	n	0.0464	0.0464	0.0464

OK

Cancel

Help

Figura 15. Cuadro del editor de valores del coeficiente de Manning en HEC-RAS.



De la forma indicada previamente se determinan todos los coeficientes de rugosidad de Manning, los resultados obtenidos se indican en la siguiente tabla.

REVESTIMIENTOS	PKs	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING
Material natural del cauce	1+250 a 0+250	0,03
Escollera recebada de Dm=0,25 m y k=0,02	0+250 a 0+165	0,02
Hormigón	0+165 a 0+140	0,015
Escollera recebada de Dm=0,8 m y k=0,32	0+140 a 0+135	0,034
Escollera vertida de Dm=0,8 m	0+135 a 0+110	0,0464
Material granular de Dm=0,06 m	0+110 a 0+000	0,03

Tabla 3. Coeficientes de rugosidad de Manning.

6.1.2 Tensiones admisibles

Las tensiones tangenciales admitidas para cada uno de los materiales indicados son las siguientes:

REVESTIMIENTOS	PKs	Tensión admisible (Pa)
Escollera recebada de Dm=0,25 m y k=0,02	0+250 a 0+165	1000
Hormigón	0+165 a 0+140	1000
Escollera recebada de Dm=0,8 m y k=0,32	0+140 a 0+135	1000
Escollera vertida de Dm=0,8 m	0+135 a 0+110	627,06
Material granular de Dm=0,06 m	0+110 a 0+000	47,08

Tabla 4. Tensiones tangenciales admisibles por los revestimientos.

- Escollera vertida y material granular

La determinación de las tensiones tangenciales admisibles en escollera y material granular se realiza mediante el parámetro de Shields con el valor numérico dado por Meyer-Peter y Muller para flujo turbulento rugoso, es decir:

$$\tau_{0C} = 0,047(\gamma S - \gamma)D_m$$

Donde:

- Dm (m) es el diámetro medio representativo de la escollera o del material granular.
- γS , es el peso específico sumergido del material. Para la escollera y material granular se adopta un valor de 27.000 N/m³.
- γ , es el peso específico del agua dulce, 10.000 N/m³.

- Escollera recebada

La tensión admisible por la escollera recebada se obtiene del documento “Antecedente nº2” citado anteriormente, y se adopta un valor igual a 1000 Pa.

- Hormigón

La tensión tangencial admisible considerada en el presente trabajo para el hormigón es lo suficientemente elevada para poder resistir las velocidades producidas en el entorno del puente.

La norma ACI 210R-93 “Erosion of Concrete in Hydraulic Structures” detalla el desgaste del hormigón frente a fenómenos erosivos, como la cavitación o ataque químico. Hay que tener en cuenta las especificaciones que se indican en esta norma, aunque las tensiones que se producen no son lo suficientemente elevadas para poder dañar un hormigón convencional bien realizado.

6.1.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno son necesarias para definir los niveles de agua de partida, tanto aguas arriba como aguas abajo. Permiten suministrar al modelo la información necesaria para reproducir la realidad de la manera más precisa. Se pueden distinguir tres posibilidades en función del régimen de flujo:

- Régimen lento o subcrítico: es necesario conocer las condiciones de contorno en el extremo aguas abajo.
- Régimen rápido o supercrítico, se precisa conocer las condiciones de contorno en el extremo de aguas arriba.
- Régimen mixto, es necesario definir las condiciones de contorno en los dos extremos del tramo a considerar.

En el modelo representado existen zonas con cambio de régimen, ya que el tramo es largo e irregular, por lo que se simula como régimen mixto. De este modo, se definen las condiciones de contorno en ambos extremos del encauzamiento.



HEC-RAS permite definir cuatro tipos posibles de condiciones de contorno:

- Nivel de agua conocido (known water surface elevation).
- Calado crítico (critical depth).
- Calado uniforme (normal depth).
- Curva de calado (rating curve).

En todas las situaciones, aguas arriba se va a definir la condición de contorno mediante el calado normal, para ello es necesario definir la pendiente asociada a dicho calado uniforme. Dicha pendiente se estima utilizando las secciones extremas (aguas arriba y aguas abajo) del modelo y se adopta el valor de 0,032 como pendiente aproximada de todo el tramo de estudio.

Por otro lado, la condición de contorno utilizada aguas abajo es la de nivel de agua conocido, correspondiente a la situación de nivel del mar para situaciones extremas de marea de la misma probabilidad de ocurrencia. De este modo, cada período de retorno lleva asociado un caudal y una cota del nivel del mar, definida en msnm, de la misma probabilidad de ocurrencia. Esto se obtiene del documento “Antecedente nº2” citado anteriormente.

Período de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Nivel del mar (msnm)
25	135	1,62
100	310	1,74
500	615	1,89

Tabla 5. Niveles del mar asociados a una probabilidad de ocurrencia equivalente a los caudales de diseño.

Para los caudales intermedios a los citados en la tabla, se realiza una aproximación para la determinación del nivel del mar que se basa en una interpolación lineal. Mientras que para los caudales inferiores a 100 m³/s se ha establecido una cota del nivel del mar de 0,8 m.

6.1.4 Introducción de la estructura en el modelo hidráulico

Una vez queda definida la geometría del encauzamiento y sus características hidráulicas, se procede a definir en HEC-RAS la estructura proyectada.

El puente a proyectar es de un solo vano de 40 metros de luz y de planta recta. Se pretende que dicha estructura no afecte a las condiciones hidrodinámicas de la Rambla para ninguna situación de proyecto, es decir que se

respeten los resguardos indicados por la norma 5.2 IC Drenaje Superficial (en el apartado 7 se realizan dichas comprobaciones).

En HEC-RAS, el puente se define desde el editor de puentes que se encuentra en el propio editor de la geometría del programa. Para definir correctamente las dimensiones del puente, en primer lugar, se introduce la sección media donde se va a introducir el puente. Posteriormente se definen las secciones del tablero aguas arriba y aguas abajo de la sección media donde se ha introducido la estructura, para ello se calcula la línea de cotas inferior (low chord) y superior de la sección del tablero (high chord).

Una vez están definidas las secciones transversales de aguas arriba y aguas abajo, se define el ancho del puente (width) que en nuestro caso adopta el valor de 24 metros y la distancia desde la cara de aguas arriba del puente hasta la sección del modelo aguas arriba del puente (distance), que se toma un valor de 0,5 m.

7. SITUACIONES DE PROYECTO

Una vez queda definida la geometría, los caudales y las condiciones de contorno se determinan las diferentes situaciones a considerar. En función de la geometría del cauce y de los caudales modelados se diferencian varias situaciones definidas a continuación.

Cabe la posibilidad de que se pueda producir un aterramiento en la zona deprimida debajo de la estructura, de igual manera que la barrera litoral puede desaparecer. De este modo se tienen los siguientes casos:

- **Barrera litoral**, para caudales superiores a 111 m³/s la barra desaparece, como se indica en el documento “Antecedente nº2”. De esta manera, se van a distinguir dos situaciones: rambla con barrera para caudales inferiores a 111 m³/s y rambla sin barrera litoral para caudales superiores al valor citado.
- **Aterramiento de la zona deprimida bajo la estructura**, el posible aterramiento se produciría con un sedimento de diámetro medio 0,024 m, como se indica en el documento “Antecedente nº3”. De este modo, hay que diferenciar dos escenarios: que no se produzca el aterramiento y que sí se produzca. En la segunda de las opciones hay que calcular el caudal que moviliza dicho material. A continuación, se puede observar una imagen de la zona bajo el puente, donde se puede producir el aterramiento con material granular (figura 16).



Figura 16. Cuenca bajo la estructura. Fuente:

Para la determinación del caudal que moviliza el aterramiento, en primer lugar se determina la tensión tangencial que es capaz de soportar dicho material mediante la fórmula citada en el apartado 5.1.2 que relaciona la tensión crítica o tensión tangencial máxima con el D_m . Se obtiene que la tensión crítica del material del aterramiento es $18,812 \text{ N/m}^2$.

A continuación, por tanteo se ejecutan una serie de caudales y se observa la tensión tangencial que se produce en la zona de estudio, el mínimo caudal que alcanza la tensión crítica del material es $210 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con lo explicado anteriormente, se tiene que las diferentes situaciones de proyecto a considerar son las siguientes:

- Situación de proyecto nº1: Sin aterramiento y con barra, para caudales menores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Situación de proyecto nº2: Sin aterramiento y sin barra, para caudales mayores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Situación de proyecto nº3: Con aterramiento y con barra, para caudales inferiores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Situación de proyecto nº4: Con aterramiento y sin barra, para caudales $111 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 210 \text{ m}^3/\text{s}$.

8. SIMULACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este apartado se realiza la interpretación de los resultados obtenidos en cada situación de proyecto. De este modo, se van a mostrar en tablas las principales características del modelo: velocidad media bajo la estructura, tensión tangencial y número de Froude .

SITUACIÓN DE PROYECTO Nº1: Sin aterramiento y con barra, para caudales menores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$

En esta situación se ejecutan dos caudales (ambos inferiores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$) con el objetivo de observar el comportamiento de la Rambla ante diferentes casos, estos caudales son: $110 \text{ m}^3/\text{s}$ y $60 \text{ m}^3/\text{s}$.

En las situaciones que existe la barra litoral, hay que tener en cuenta que dicha barra impide el desagüe normal del cauce al mar y puede producir sobreelevaciones importantes bajo la estructura. A continuación, en los perfiles longitudinales adjuntos se puede observar como en la situación de proyecto nº1, la barra litoral no peligra el resguardo existente entre el cauce y la estructura.

- CASO 1, $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$

En este caso, el régimen es lento en todo el entorno del puente. Las condiciones de contorno aguas abajo imponen el régimen lento bajo la estructura, produciéndose un resalto hidráulico aguas arriba de la estructura. Este resalto provoca un régimen rápido en un tramo de pequeña longitud, donde se producen tensiones tangenciales elevadas. Posteriormente, el cuenco actúa como elemento de control y provoca el régimen lento.

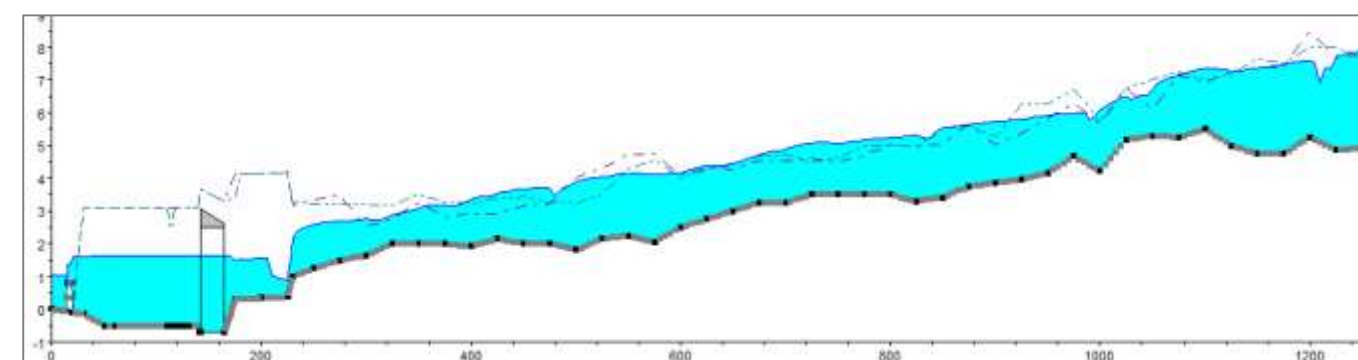


Figura 17. Perfil longitudinal general para $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$.

La barra litoral actúa como un elemento de control provocando un régimen rápido de escasos metros en las inmediaciones de la playa.

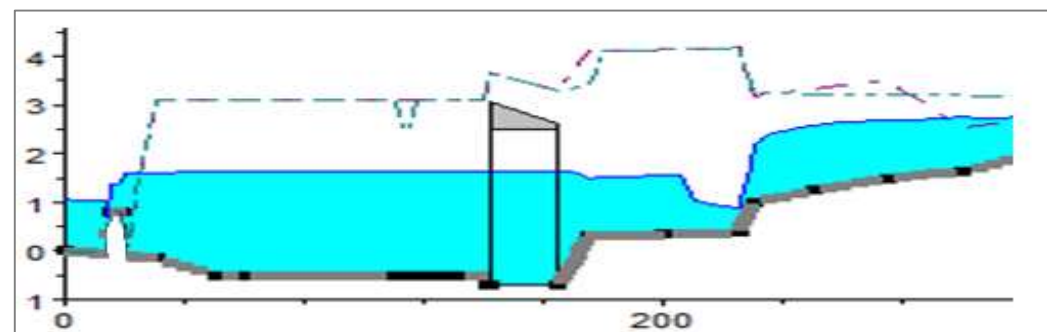


Figura 18. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$.

- CASO 2, $Q=60 \text{ m}^3/\text{s}$**

Este caso es muy parecido al anterior, se produce el resalto hidráulico aguas arriba de la estructura y el paso bajo el puente se lleva a cabo mediante un régimen subcrítico.

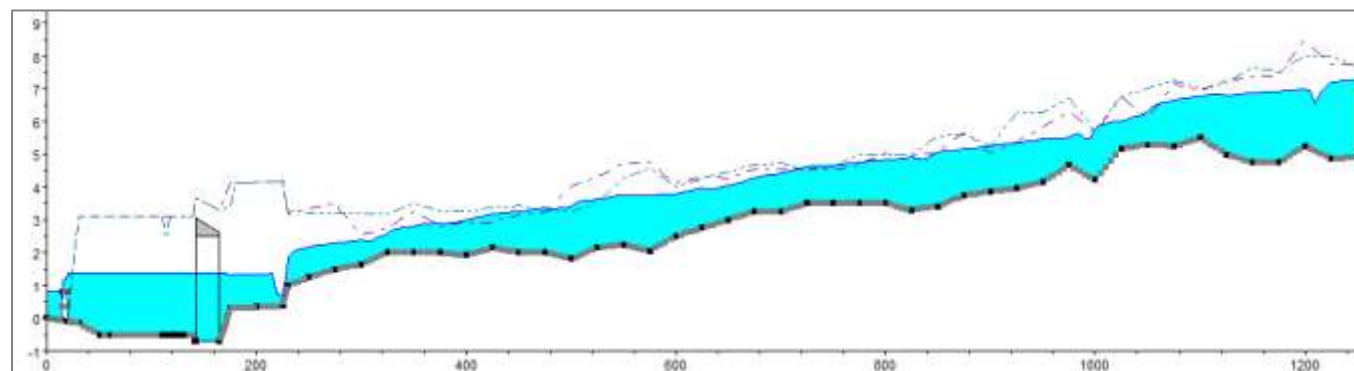


Figura 19. Perfil longitudinal general para $Q=60 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como se puede observar en las imágenes (figuras 19 y 20), en este caso no se pueden encontrar diferencias significativas frente al caso anterior.

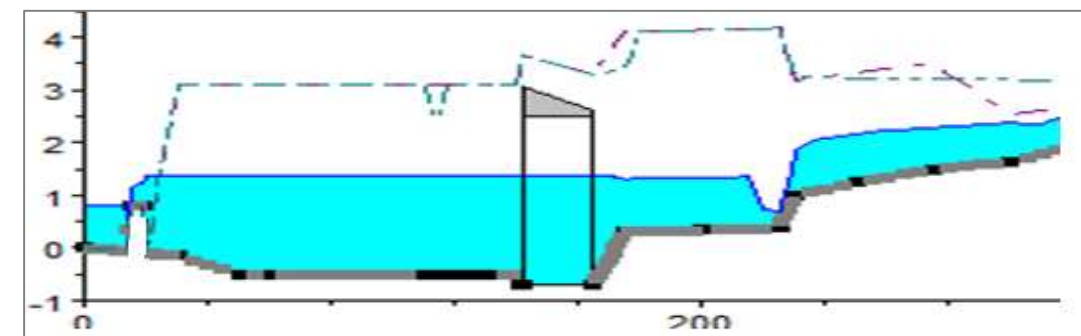


Figura 20. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=60 \text{ m}^3/\text{s}$.

CAUDALES (m^3/s)	VELOCIDAD MEDIA (m/s)	MÁX.TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	Número de Froude	Cota lámina bajo puente (msnm)
110	1,22	4,54	0,25	1,65
60	0,75	1,79	0,25	1,38

Tabla 11. Características principales Situación Proyecto nº1.

SITUACIÓN DE PROYECTO Nº2: Sin aterramiento y sin barra, para caudales mayores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$.

En esta situación, se van a simular tres caudales: $610 \text{ m}^3/\text{s}$ (asociado a $T=500$ años), $300 \text{ m}^3/\text{s}$ y $160 \text{ m}^3/\text{s}$

- CASO 3, $Q=160 \text{ m}^3/\text{s}$**

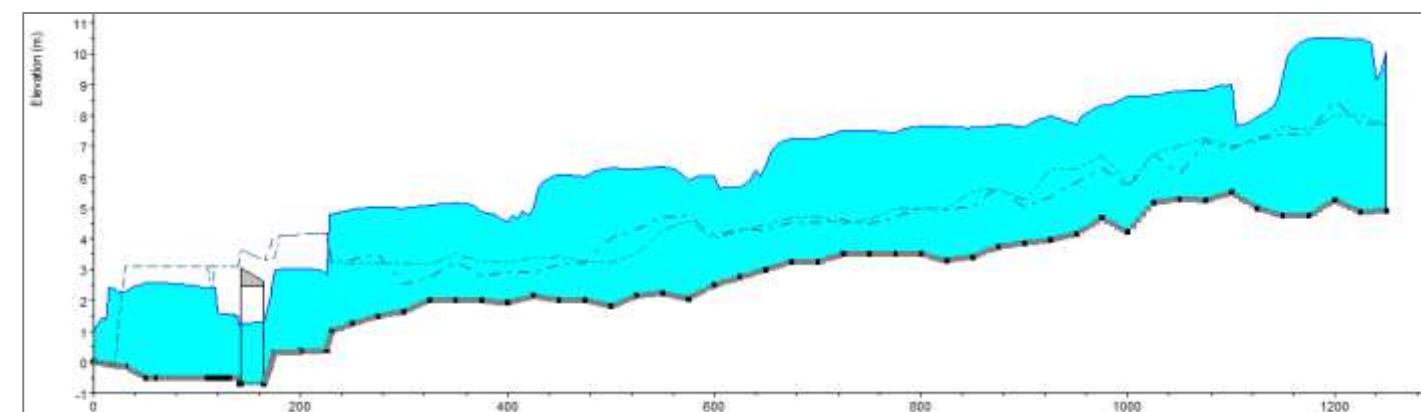


Figura 21. Perfil longitudinal general para $Q=610 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se puede observar como el cuenco ubicado bajo la estructura provoca un resalto hidráulico aguas arriba del puente, evitando el contacto de la lámina de agua con la estructura. De este modo, se provoca un régimen rápido bajo la estructura con grandes velocidades, esto va a provocar grandes tensiones tangenciales bajo la estructura.

Estas tensiones tangenciales no deberían dañar al revestimiento de hormigón situado en dicha zona, ya que está capacitado para resistir tensiones bastante superiores a las producidas.

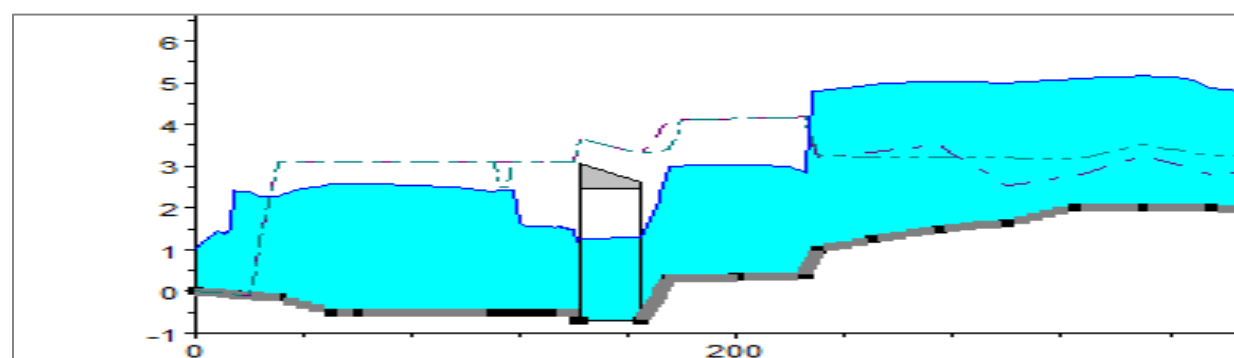


Figura 22. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=610 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por otro lado, también se puede observar un resalto hidráulico aguas abajo de la estructura. Este se produce bastante alejado del puente proyectado, por lo que no se preve ninguna afección.

- CASO 4, $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$

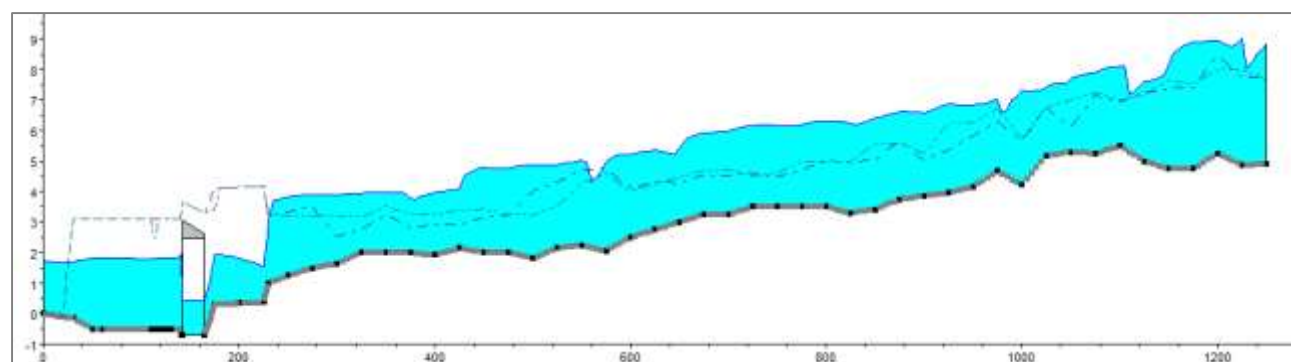


Figura 23. Perfil longitudinal general para $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$.

En este caso, las cotas de la lámina de agua en el entorno del puente son bastante más bajas que en el caso anterior ($T=500$ años), se puede observar claramente como dicha lámina no entra en contacto con la estructura. De igual modo, se produce un resalto hidráulico aguas arriba del puente que provoca un régimen rápido bajo la estructura. En este caso, el resalto hidráulico que cambia de régimen se produce más aguas arriba del caso anterior, por lo que se puede prever que con la disminución del caudal, el resalto se desplaza hacia aguas arriba.

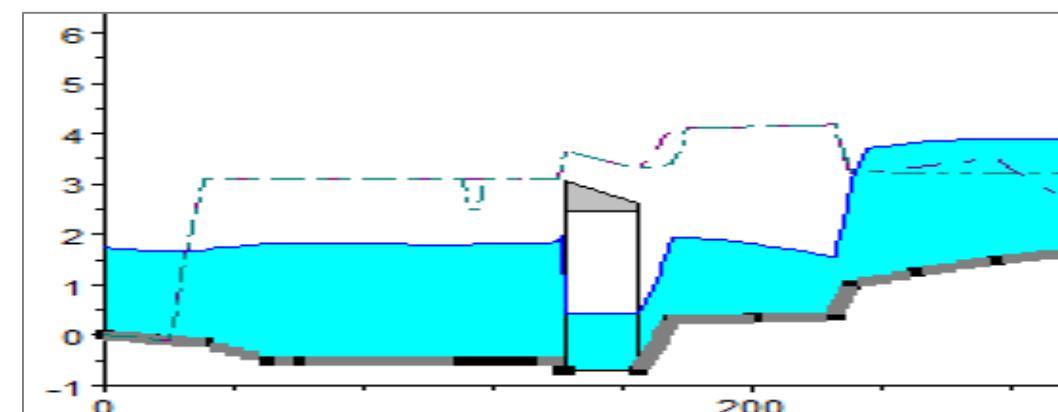


Figura 24. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$.

- CASO 5, $Q= 160 \text{ m}^3/\text{s}$

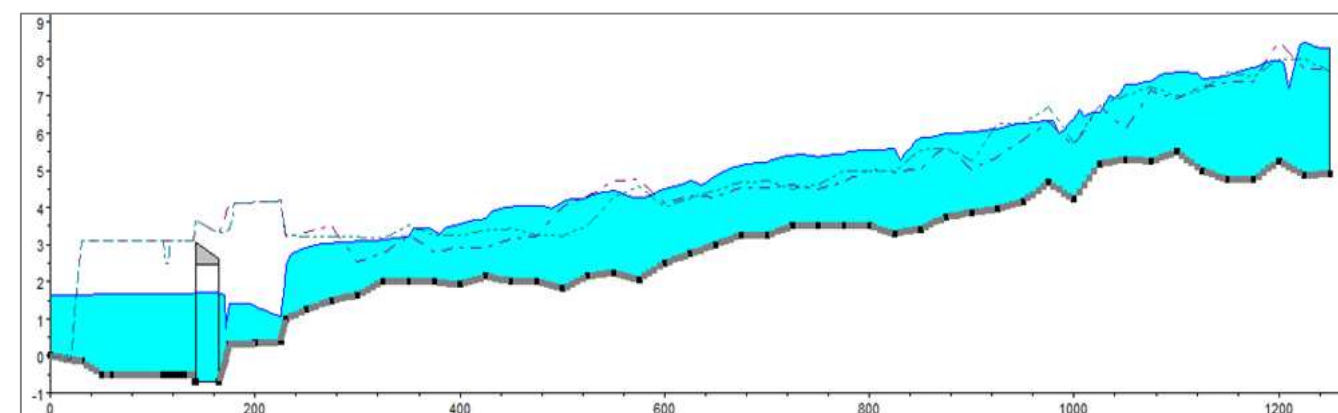
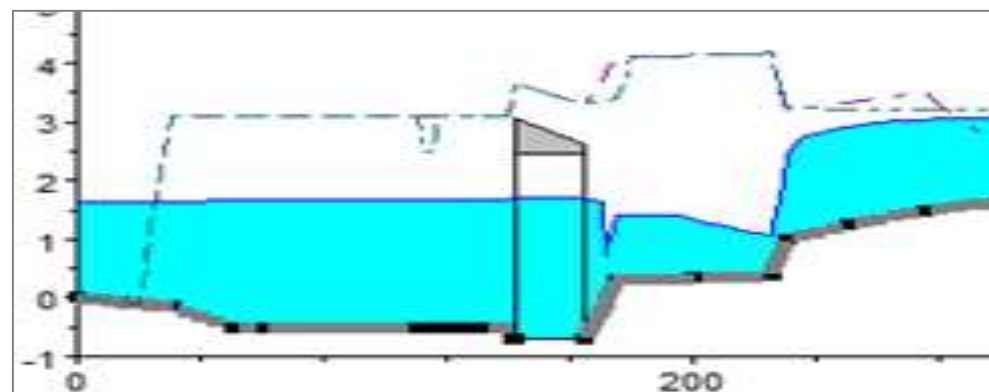


Figura 25. Perfil longitudinal para $Q=160 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se puede observar como el resalto hidráulico se produce en la misma zona que en el caso anterior, provocando en un tramo de poca longitud, un régimen rápido aguas arriba de la estructura. En esta situación, la condición de contorno aguas abajo del puente imponen el régimen lento bajo la estructura y desplazan el resalto hidráulico, que cambia de régimen rápido a lento, aguas arriba del puente. De este modo, se puede observar como la cota de la lámina de agua es más elevada que en los casos anteriores, aun así no entra en contacto con la estructura.


Figura 26. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=160 \text{ m}^3/\text{s}$.

CAUDALES (m^3/s)	VELOCIDAD MEDIA (m/s)	MÁX.TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	Número de Froude	Cota lámina bajo puente (msnm)
615	8,02	116,78	1,82	1,25
300	6,93	103,92	2,09	0,44
160	1,73	5,13	0,36	1,70

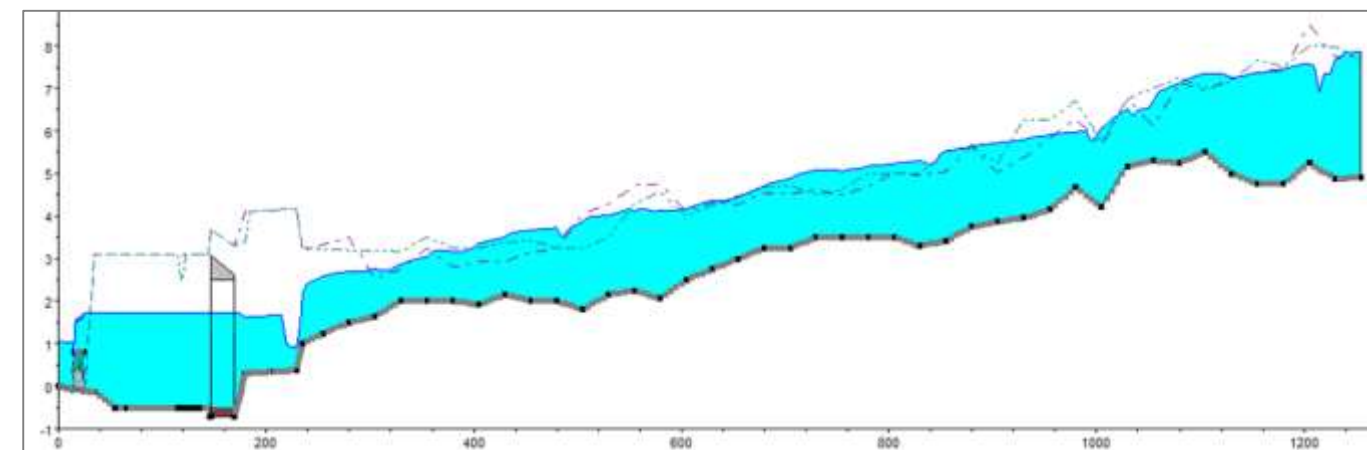
Tabla 12. Características principales Situación Proyecto nº2.

SITUACIÓN DE PROYECTO Nº3: Con aterramiento y con barra, para caudales inferiores a $111 \text{ m}^3/\text{s}$.

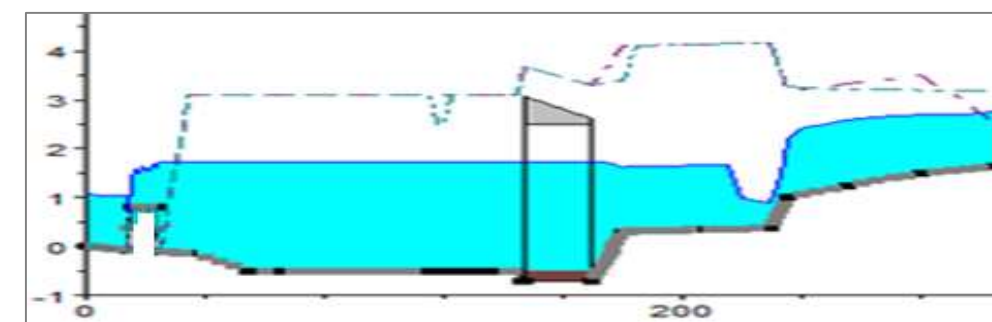
La existencia de aterramiento de la zona deprimida bajo la estructura provoca una leve sobreelevación de la lámina de agua, pero se puede observar como en estas situaciones no provoca ningún riesgo de interacción con la estructura.

• CASO 6, $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$

El nivel de la lámina de agua impuesto por las condiciones de contorno de aguas abajo, genera un régimen rápido, en escasos metros aguas arriba del puente, mientras que el régimen existente bajo la estructura es subcrítico y la cota de la lámina de agua se mantiene constante en toda la desembocadura hasta la barra litoral, donde se produce un umbral. La barra litoral, como ya se ha comentado anteriormente, actúa como un elemento de control provocando un régimen rápido de escasos metros en las inmediaciones de la playa.


Figura 27. Perfil longitudinal general para $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$.

En general, el régimen es lento y no se producen grandes tensiones tangenciales. Se puede observar claramente como la cota de la lámina de agua no entra en contacto con el puente.


Figura 28. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$.

• CASO 7, $Q=60 \text{ m}^3/\text{s}$

Este caso es muy parecido al anterior, no se aprecian diferencias significativas, por lo que se puede prever que en esta situación de proyecto todos los caudales se van a comportar de manera similar. En la siguiente imagen (figura 21) se pueden observar las similitudes con el caso anterior.

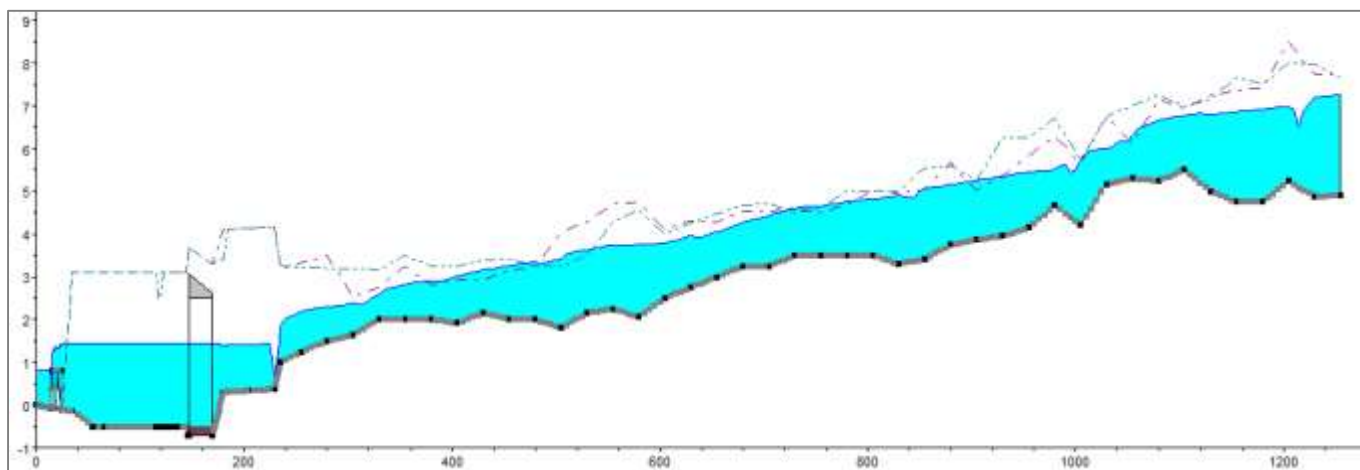


Figura 29. Perfil longitudinal general para $Q=60 \text{ m}^3/\text{s}$.

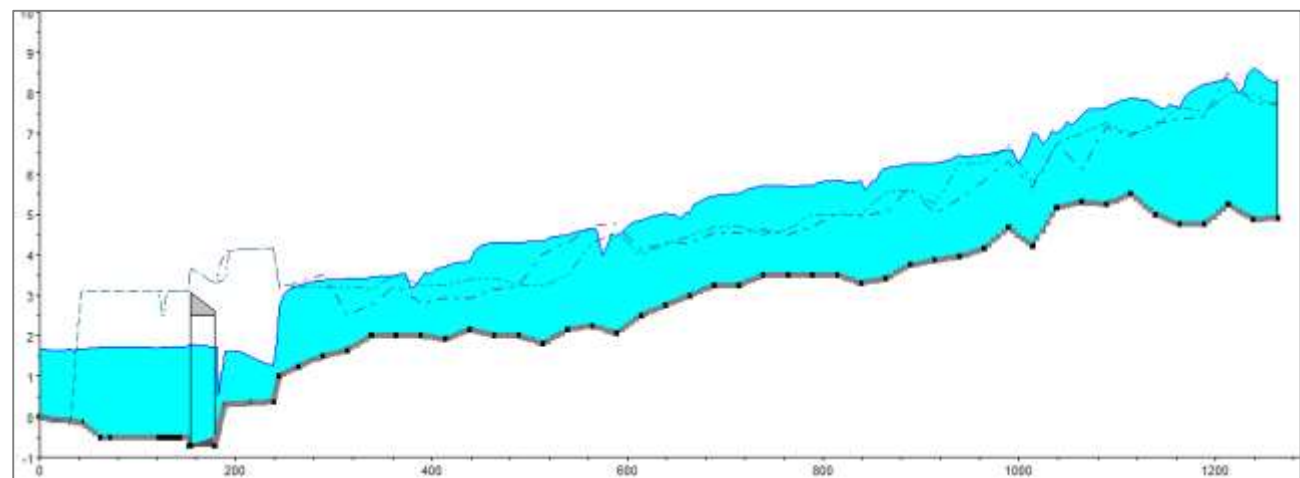


Figura 30. Perfil longitudinal general para $Q=210 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se puede observar claramente como la lámina de agua no entra en contacto con la estructura.

CAUDALES (m^3/s)	VELOCIDAD MEDIA (m/s)	MÁX.TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	Número de Froude	Cota lámina bajo puente (msnm)
110	1,28	2,87	0,27	1,73
60	0,80	1,17	0,18	1,44

Tabla 13. Características principales Situación Proyecto nº3.

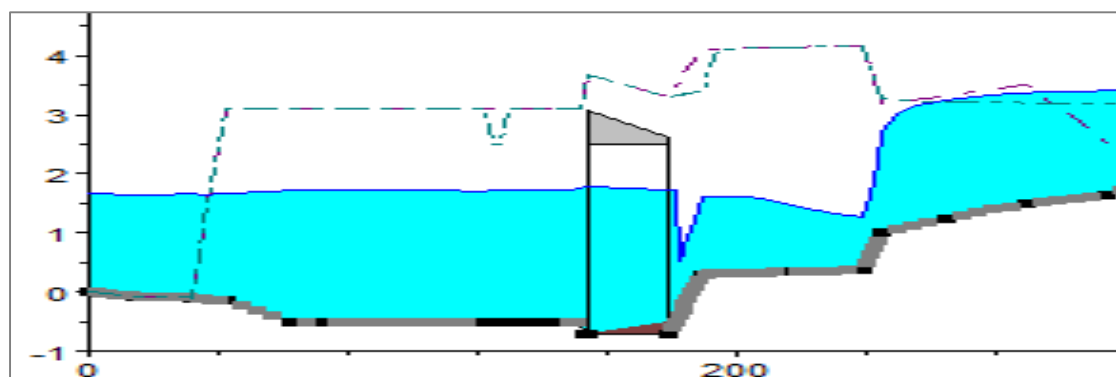


Figura 31. Detalle del perfil longitudinal en la zona de estudio para $Q=210 \text{ m}^3/\text{s}$.

SITUACIÓN DE PROYECTO Nº4: Con aterramiento y sin barra, para caudales $111 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 210 \text{ m}^3/\text{s}$

Como ya se ha comentado, la presencia de aterramiento en el cuenco bajo la estructura va a provocar una sobreelevación de la lámina de agua que hay que tener en cuenta para los posibles desbordamientos del cauce.

- CASO 1, $Q=210 \text{ m}^3/\text{s}$

El resalto hidráulico se encuentra bastante alejado aguas arriba del puente, por lo que existe un tramo aguas arriba de la estructura donde se van a producir grandes tensiones tangenciales. Por otro lado, el cuenco bajo el puente actúa como elemento de control y provoca un régimen lento, con una lámina de agua prácticamente constante en la desembocadura.

En esta situación de proyecto se han modelado una serie de caudales inferiores al comentado, $210 \text{ m}^3/\text{s}$, y no se ha observado ningún cambio relevante. De este modo, por las similitudes de estos casos se ha optado por no representarlos.

CAUDALES (m^3/s)	VELOCIDAD MEDIA (m/s)	MÁX.TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	Número de Froude	Cota lámina bajo puente (msnm)
210	2,45	10,51	0,52	1,72

Tabla 14. Características principales Situación Proyecto nº4.

9. COMPROBACIONES HIDRÁULICAS

9.1 Capacidad hidráulica y resguardos mínimos

Los resguardos mínimos a respetar se obtienen a través de la norma 5.2 IC Drenaje Superficial, en el apartado 4.3.2 de dicha norma se define el resguardo para tableros de puentes en función del período de retorno, de este modo se tiene:

Período de retorno	Resguardo del tablero
100 años	1,5 m
500 años	1 m

Tabla 6. Resguardos del tablero.

De esta manera se van a procesar los caudales asociados a ambos períodos de retorno para verificar que la capacidad hidráulica de la sección de paso bajo el puente es la adecuada y se cumplen con los resguardos mínimos.

El resguardo del tablero indicado en la tabla anterior se debe mantener en una anchura mayor o igual que 12 m medida en dirección perpendicular a la corriente desde los estribos. En la siguiente imagen (figura 12) se detalla lo explicado.



Figura 32. Rectángulo de resguardo.

- **Caudal de 615 m³/s correspondiente con el período de retorno de 500 años**

La cota de la lámina de agua bajo la estructura es de 1.25 msnm, mientras que la parte más baja del tablero está a la cota 1,92 msnm. Como ya se ha indicado, se debe cumplir un resguardo de 1 metro entre la lámina de agua en los 12 metros centrales del puente, medidos perpendicularmente a los estribos. La cara inferior del puente en el centro luz se encuentra a la cota 2,48 metros, mientras que los extremos del rectángulo que hay que cumplir de resguardo (estación -6 y 6 metros) se encuentran a la cota 2,4 metros. Por lo tanto, se cumple con el resguardo indicado por la instrucción 5.2 IC, ya que el resguardo mínimo es de 1 metro.

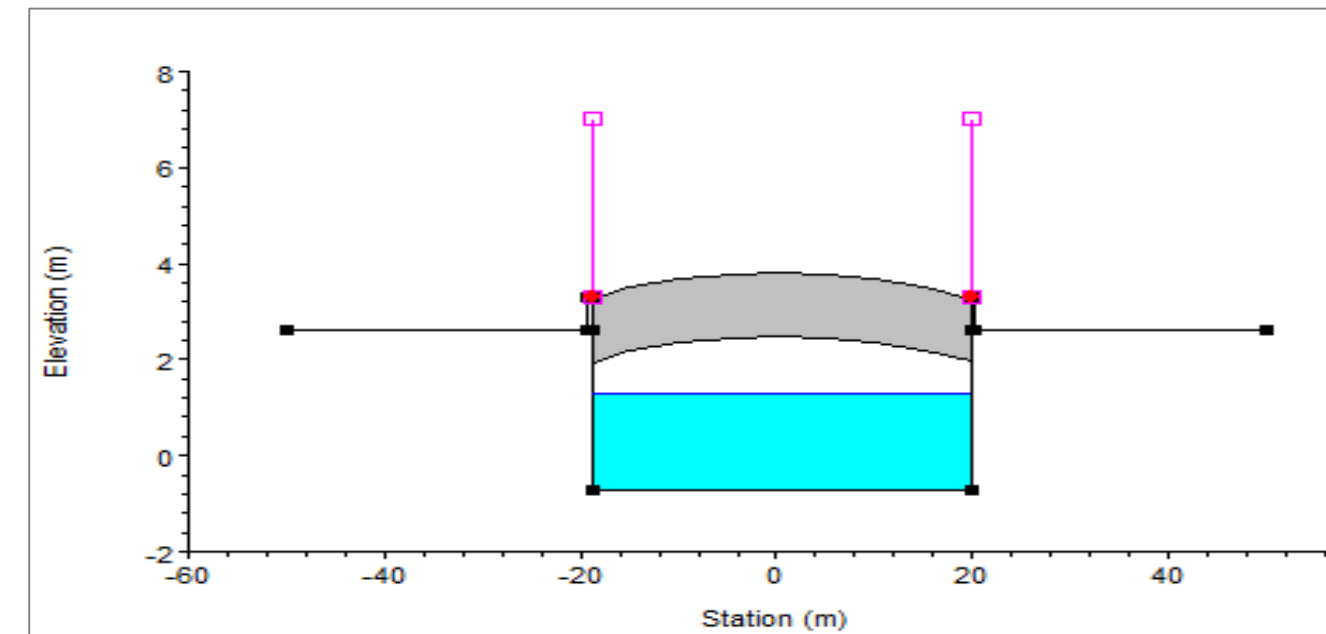


Figura 33. Resguardo bajo la estructura para T=500 años.

- **Caudal de 310 m³/s correspondiente con el período de retorno de 100 años**

Para T=100 años, la instrucción 5.2-IC indica que se debe de cumplir un resguardo de 1,5 metros en los 12 metros centrales, medidos perpendicularmente.

En este caso, la cota de la lámina de agua alcanza la cota 0,45 m bajo la estructura, mientras que la cara inferior del tablero en el centro luz se encuentra (como se ha indicado previamente) a la cota 2,48. En los extremos del rectángulo que debe cumplir el resguardo establecido (estación -6 y 6 metros) la cota es de 2,4 metros por lo que se cumple con el resguardo indicado por la normativa, ya que el resguardo mínimo es de 1,5 metros.

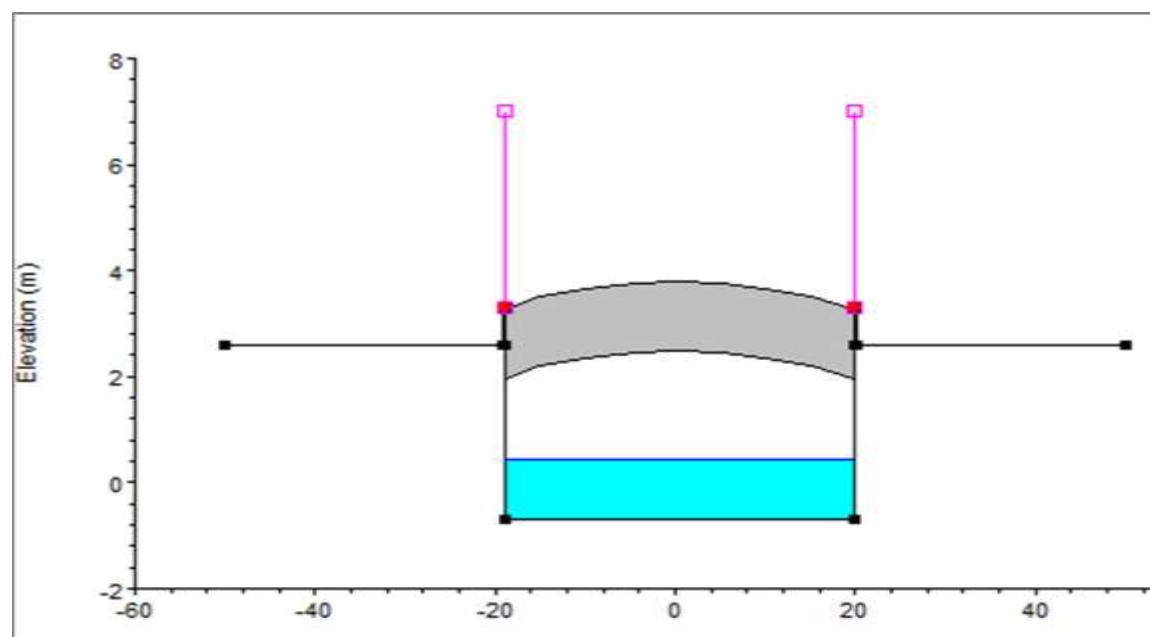


Figura 34. Resguardo bajo la estructura para T=100 años.

9.2 Estabilidad de los revestimientos

Para la verificación de los revestimientos asignados a lo largo de la rambla, se comprueba que las tensiones tangenciales provocadas por el flujo de agua (en las distintas situaciones de proyecto) no superen las tensiones admisibles por cada uno de los materiales. Las tensiones tangenciales admisibles de los revestimientos ya se han definido anteriormente en la Tabla 4.

De esta manera, una vez definidas las tensiones admisibles de los revestimientos proyectados, se verifica que en todas las situaciones de proyecto consideradas no se superan estos valores. Para ello, se analizan en todas las situaciones de proyecto cada uno de los tramos de revestimiento propuestos.

- SITUACIÓN DE PROYECTO Nº1: Sin aterramiento y con barra, para caudales menores a 111 m³/s.**

REVESTIMIENTOS	PKs	TENSIÓN TANG. ADMISIBLE (PA)	MÁX. TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	VERIFICACIÓN
Escollera recibada de Dm=0,25 m y k=0,02	0+250 a 0+165	1000	173,42	CUMPLE
Hormigón	0+165 a 0+140	1000	148,08	CUMPLE
Escollera recibada de Dm=0,8 m y k=0,32	0+140 a 0+135	1000	14,41	CUMPLE

Escollera vertida de Dm=0,8 m	0+135 a 0+110	627,06	26,48	CUMPLE
Material granular de Dm=0,06 m	0+110 a 0+000	47,08	49,36	NO CUMPLE

Tabla 7. Tensiones tangenciales producidas en la situación de proyecto nº1.

- SITUACIÓN DE PROYECTO Nº2: Sin aterramiento y sin barra, para caudales mayores a 111 m³/s.**

REVESTIMIENTOS	PKs	TENSIÓN TANG. ADMISIBLE (PA)	MÁX. TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	VERIFICACIÓN
Escollera recibada de Dm=0,25 m y k=0,02	0+250 a 0+165	1000	158,99	CUMPLE
Hormigón	0+165 a 0+140	1000	103,92	CUMPLE
Escollera recibada de Dm=0,8 m y k=0,32	0+140 a 0+135	1000	86,29	CUMPLE
Escollera vertida de Dm=0,8 m	0+135 a 0+110	627,06	161,41	CUMPLE
Material granular de Dm=0,06 m	0+110 a 0+000	47,08	105,34	NO CUMPLE

Tabla 8. Tensiones tangenciales producidas en la situación de proyecto nº2.

- SITUACIÓN DE PROYECTO Nº3: Con aterramiento y con barra, para caudales inferiores a 111 m³/s.**

REVESTIMIENTOS	PKs	TENSIÓN TANG. ADMISIBLE (PA)	MÁX. TENSIÓN TANG. PRODUCIDA (PA)	VERIFICACIÓN
Escollera recibada de Dm=0,25 m y k=0,02	0+250 a 0+165	1000	149,08	CUMPLE
Hormigón	0+165 a 0+140	1000	2,87	CUMPLE
Escollera recibada de Dm=0,8 m y k=0,32	0+140 a 0+135	1000	12,98	CUMPLE
Escollera vertida de Dm=0,8 m	0+135 a 0+110	627,06	23,85	CUMPLE
Material granular de Dm=0,06 m	0+110 a 0+000	47,08	311,41	NO CUMPLE

Tabla 9. Tensiones tangenciales producidas en la situación de proyecto nº3.



- SITUACIÓN DE PROYECTO Nº4: Con aterramiento y sin barra, para caudales $111 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 210 \text{ m}^3/\text{s}$.**

REVESTIMIENTOS	PKs	TENSIÓN TANG. ADMISIBLE (PA)	MÁX TENSIÓN TANG PRODUCIDA (PA)	VERIFICACIÓN
Escollera recebada de Dm=0,25 m y k=0,02	0+250 a 0+165	1000	158,83	CUMPLE
Hormigón	0+165 a 0+140	1000	117	CUMPLE
Escollera recebada de Dm=0,8 m y k=0,32	0+140 a 0+135	1000	534.29	CUMPLE
Escollera vertida de Dm=0,8 m	0+135 a 0+110	627,06	952,94	NO CUMPLE
Material granular de Dm=0,06 m	0+110 a 0+000	47,08	187,21	NO CUMPLE

Tabla 10. Tensiones tangenciales producidas en la situación de proyecto nº4.

Se puede observar como en todos los casos, el último tramo de material granular de Dm=0,06 m va a ser erosionado por las tensiones tangenciales y depositado en la playa.

Por otro lado, en la situación de proyecto nº4 es sorprendente que la escollera vertida aguas abajo del puente no resista las tensiones tangenciales, se puede observar como en dicha situación se produce un gran salto de tensiones tangenciales entre la zona de escollera recebada aguas abajo del puente y la escollera vertida. Este salto se produce debido a un resalto hidráulico existente en dicho tramo, por lo que las tensiones tangenciales aportadas por HEC-RAS no son muy fiables. Esto es así ya que HEC-RAS, para el cálculo del resalto hidráulico, utiliza la pendiente motriz media considerando el valor obtenido para la sección en régimen rápido de aguas arriba, con lo que toda la pérdida de energía se concentra en el resalto hidráulico.

De este modo, se van a determinar las tensiones tangenciales con un método adicional. Con las fórmulas de Bathurst, se puede determinar la tensión en la zona comentada:

$$\frac{u}{u'} = 8,3 \times \left(\frac{Rh}{Dm}\right)^{1/6}$$

$$\tau_o = u'^2 \times \rho$$

Los datos de las fórmulas se obtienen del HEC-RAS, siendo:

- u, la velocidad del cauce en la sección analizada, 7.34 m/s.
- Rh, el radio hidráulico de la sección de estudio (PK 0+134), 1.88 m.
- Dm, el diámetro del material de la escollera de 0,8 m.
- ρ , la densidad del agua, se toma 1000 kg/m^3 .

Con estos datos, se determina la velocidad de corte $u'=0,767$ y la τ_o es igual a 588,23 Pa. De este modo, se puede observar como con este nuevo valor de tensión tangencial el revestimiento de escollera vertida lo resiste y no supone ningún problema.

10. CONCLUSIÓN

El estudio del encauzamiento se realizaba por dos motivos, para verificar el funcionamiento hidráulico del mismo y para el conocimiento de la posible interacción del flujo con la estructura a proyectar.

En los resultados obtenidos se ha podido comprobar como en ninguna situación hay contacto entre la lámina de agua y el puente, además de que se cumplen los resguardos indicados por la Instrucción 5.2-IC para los períodos de T=100 y T=500 años que indica la norma. Esto se ha comprobado bajo una geometría y unas condiciones de contorno definidas, se recomienda la realización de tareas de mantenimiento periódicamente para verificar que las condiciones de contorno y geometría definidas no varían.

Por otro lado, en lo que se refiere a la comprobación del encauzamiento, se ha podido observar como la mayoría de caudales de diseño erosionan el último tramo del encauzamiento (material granular de Dm=0,06 m). Este hecho provocará la erosión de este material y lo depositará en la playa, por lo que no resulta un grave inconveniente. El resto de los revestimientos propuestos son estables ante todas las situaciones consideradas. En cuanto a la capacidad del encauzamiento, en muchas situaciones el cauce desborda en las secciones de aguas arriba de la Rambla. No obstante, en la zona de estudio (comprendida entre los PKs 0+250 y 0+000) no se produce el desbordamiento del cauce en ninguna situación, por lo que se puede admitir que el cauce se comporta de manera correcta.